

## **Memória Descritiva e Justificativa do Projecto de Estabilidade do Edifício do Centro de Solidariedade de Braga**



**JOAQUIM BARROS**

Prof. Associado  
DEC-UM  
Guimarães



**VENTURA GOUVEIA**

Assistente  
ESTV-IPV  
Viseu

### **1 – INTRODUÇÃO**

A presente memória descritiva e justificativa refere-se ao edifício do Centro de Solidariedade de Braga, construído no Monte do Picoto em Braga. Este complexo é constituído por um polivalente e um edifício central (ver Figuras 1 e 2). O edifício central é formado por seis blocos ligados entre si por uma laje de cobertura com duas grandes aberturas, uma oval e outra quadrada. Existem uns passadiços suspensos a ligar alguns destes blocos. O polivalente encontra-se enterrado, com uma camada de solo sobre a sua cobertura. No dimensionamento foram consideradas as recomendações da regulamentação em vigor, Nacional e Estrangeira. Os casos não devidamente tratados pela regulamentação disponível foram analisados tendo-se em conta resultados obtidos em investigação recente. O edifício é todo em betão aparente. A construção do edifício iniciou-se em 2001 e terminou em 2004.

### **2 – SISTEMA ESTRUTURAL**

Em termos de sistema estrutural, o complexo é constituído por um polivalente, um bloco de acesso ao polivalente e um edifício central albergando seis blocos, um pilar-parede e duas “torres”. Os elementos que constituem o edifício central estão ligados entre si pela laje de cobertura e pelo pavimento térreo. A laje de cobertura inclui zonas aligeiradas, encontrando-se

suportada num sistema irregular de apoios e contendo duas aberturas de grande dimensão, uma oval e outra quadrada. A caixa de acesso ao polivalente e um dos blocos do edificio central (bloco 6) estão ligados ao polivalente. Este sistema estrutural está separado dos blocos vizinhos por meio de juntas de dilatação/retracção. O polivalente é constituído por uma estrutura nervurada tridimensional (ver Fig. 10b). Assim, os seus elementos estruturais resistentes são constituídos por pórticos de betão armado transversais ao eixo longitudinal do polivalente. Estes pórticos estão afastados entre si de 2 m, sendo constituídos por pilares e uma viga com 1 m de altura e 0.4 m de largura. Uma laje de betão armado de 0.12 m assenta sobre estas vigas, constituindo a cobertura do polivalente. Por sua vez, os pilares estão ligados entre si por uma parede de 0.12 m de espessura. Estes pilares estão ligados a blocos de fundação que foram betonados contra a rocha. A profundidade destas fundações foi a necessária para garantir valores de módulo de elasticidade médio superior a 20GPa e resistência média à compressão superior a 20MPa. Estes valores foram garantidos por intermédio de ensaios em laboratório com carotes extraídas das zonas de fundação.

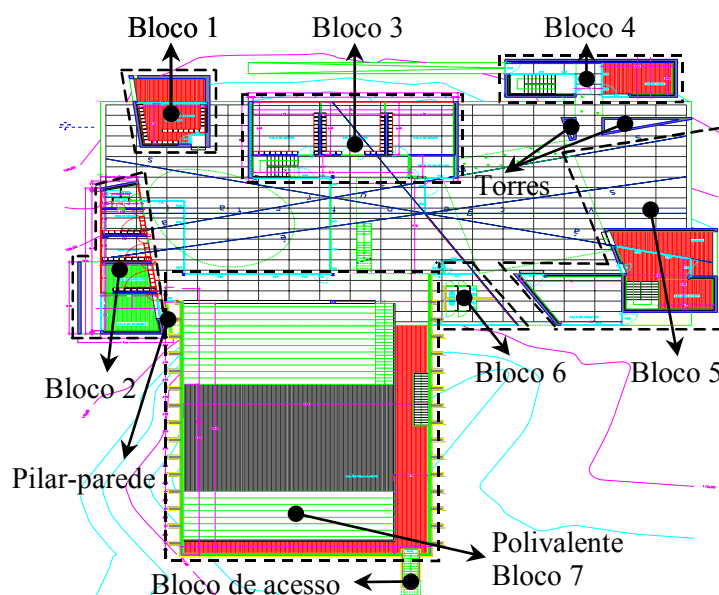


Figura 1 – Blocos do complexo.

À excepção dos pórticos do polivalente e dos blocos de fundação, todos os restantes componentes estruturais foram analisados considerando-os como estruturas laminares de betão armado tridimensionais (elementos de casca). No entanto, o polivalente também foi analisado considerando-o como uma estrutura laminar espacial (Fig. 10b). Com o objectivo de aligeirar o peso próprio da cobertura do edificio central e da laje do 1º piso do bloco 5, foram utilizados elementos de aligeiramento em poliestireno expandido, ver Fig. 3. No perímetro e no contorno das aberturas existentes nestes elementos foram aplicadas viga de bordadura.

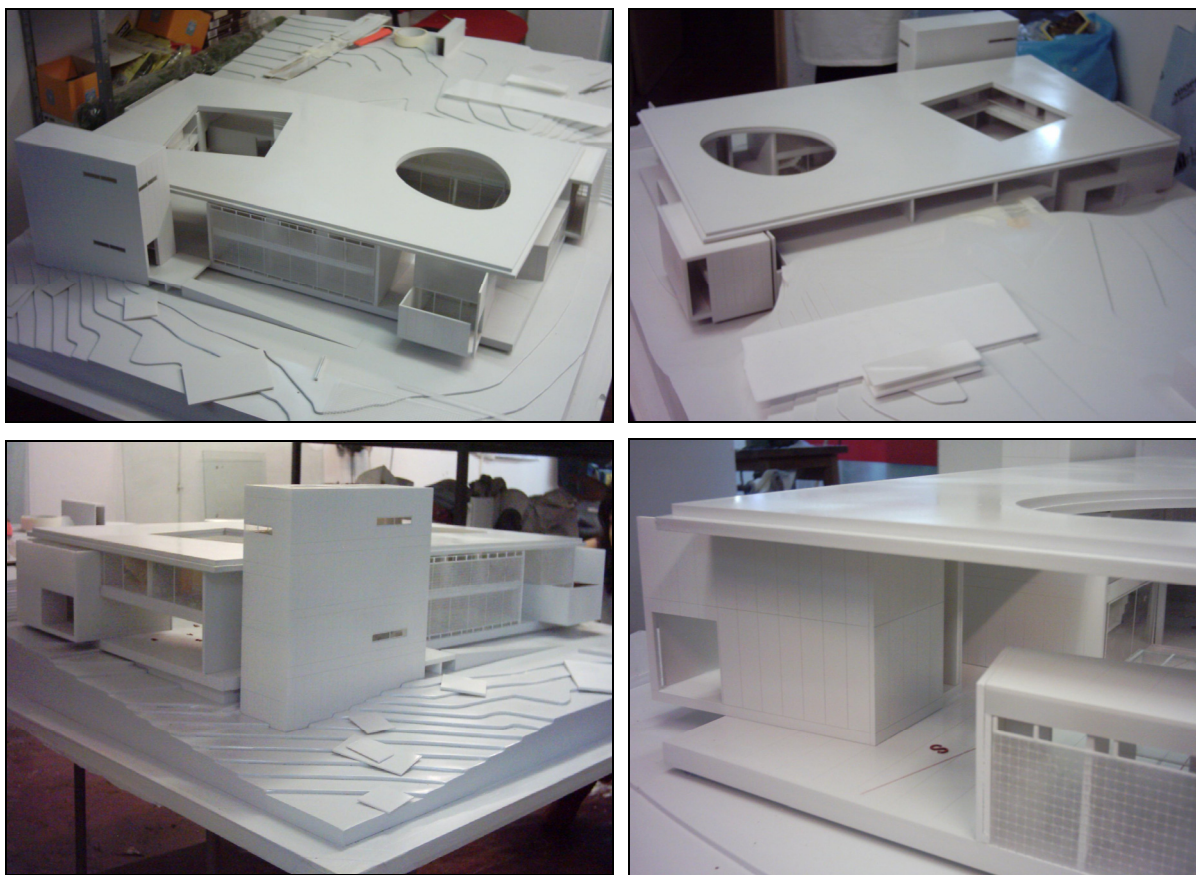


Figura 2 – Fotografias da maquete do Centro de Solidariedade de Braga.



Figura 3 – Sistema de aligeiramento nas lajes de maior vão.

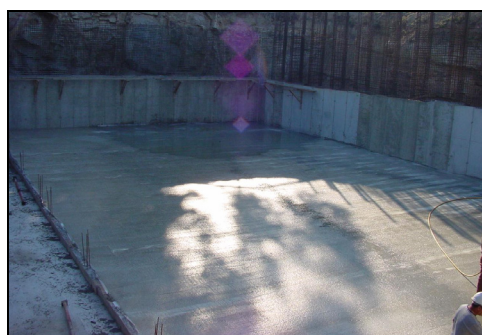


Figura 4 – Pavimento do polivalente em BRFA, sem juntas.

As fundações “superficiais” isoladas e contínuas, os blocos de fundação e as estacas foram fundadas em rocha pouco alterada. O piso térreo do polivalente e a maior parte do piso térreo do edifício central foram executados em betão reforçado com fibras de aço, BRFA. No caso do pavimento do polivalente (ver Fig. 4) não foram utilizadas juntas de controlo de fendilhação, pelo que foram colocados especiais cuidados na concepção do BRFA, no dimensionamento do

pavimento e no processo construtivo adoptado, por forma a evitar-se a ocorrência de fendilhação. No que respeita ao BRFA utilizou-se a quantidade de fibras necessária para garantir os valores necessários de resistência equivalente à tracção em flexão [1] e um betão com baixo factor água/cimento por forma a diminuir a retracção. Para minimizar as tensões de tracção na laje resultantes da acção da variação de temperatura e da retracção, foram aplicadas duas folhas de plástico na interface laje-solo por forma a diminuir o atrito entre o betão da laje e o solo de suporte. Após a betonagem e durante os três dias seguintes o pavimento foi mantido sob uma camada de água. Para evitar a ocorrência de fendilhação em zonas de concentração de esforços, foram aplicados reforços em armadura convencional nessas zonas (ver Fig. 5).

Quer o passadiço entre o Polivalente e o bloco 3 quer o passadiço entre o bloco 3 e o bloco 5 foram projectados utilizando-se perfis metálicos que sustentam estruturas laminares tipo sandwich, materializadas por duas camadas exteriores em betão armado e blocos de poliestireno expandido ao centro, de forma a diminuir o peso próprio da estrutura e dessa forma possibilitar vencer vãos consideráveis com flecha inferior à admissível, à luz da regulamentação em vigor (ver Fig. 6).

Em elementos de parede delgada e nos elementos com elevada percentagem de armadura, para se assegurar a qualidade exigida a uma estrutura em betão à vista, foi utilizado um betão com características de autocompactibilidade. Foram efectuados ensaios em obra para se avaliar estas características (Cone invertido, *V funnel* e *L box* [2]). Com o mesmo objectivo, em zonas de elevada concentração de esforços, parte da armadura convencional foi substituída por fibras de aço. Para tal utilizou-se a formulação descrita em [3].

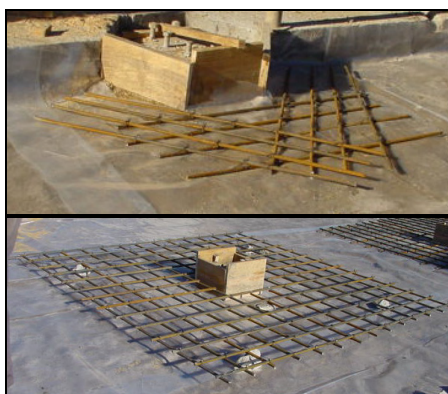


Figura 5 – Pormenores de reforço nos pavimentos de BRFA.

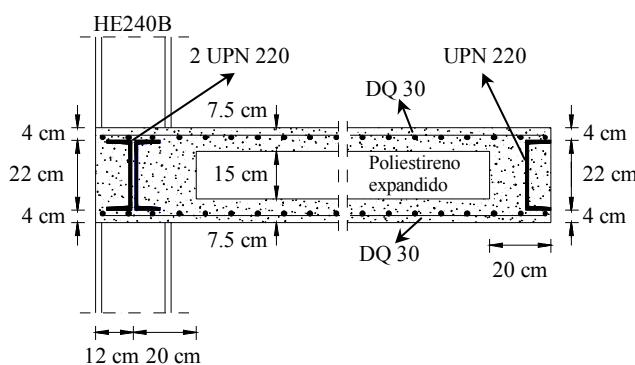


Figura 6 – Secção transversal do passadiço entre o bloco 7 e o bloco 3.

### 3. CONTROLO DE QUALIDADE POR ENSAIOS EM LABORATÓRIO E NO CAMPO

O controlo da qualidade do betão aplicado foi efectuado por intermédio da recolha de cubos e de prismas para serem ensaiados à compressão e à flexão aos 28 dias, respectivamente.



As características do solo foram avaliadas por intermédio de dois tipos de ensaio: penetrómetro dinâmico pesado; sondagens à rotação. O primeiro tipo de ensaios permitiu inferir a cota a que se encontrava um solo com as características desejadas para suportar as pressões induzidas pelas acções consideradas no projecto. No segundo tipo de ensaios obtiveram-se o módulo de elasticidade e a resistência à compressão uniaxial em carotes extraídas de amostras obtidas, por meio de sondagens à rotação, até um metro abaixo do piso térreo do polivalente. Os valores obtidos nestes últimos ensaios foram utilizados no dimensionamento das fundações e na definição da rigidez para simular a contribuição do solo sob os elementos laminares [4]. Para avaliar o módulo de reacção do solo, considerado no modelo de dimensionamento dos pavimentos de BRFA, foram ainda efectuados ensaios de placa com equipamento automático de ensaio desenvolvido com a colaboração do INEGI. A Fig. 7 mostra parte deste equipamento, com o qual foi possível obter a relação entre a pressão e o assentamento médio sob a placa padrão, a partir da qual se obteve a lei que permitiu simular o comportamento do solo, ver Fig. 8. No solo de fundação dos pavimentos térreos obteve-se valores de módulo de reacção entre 0.027 a 0.056 N/mm<sup>3</sup>.



Figura 7 – Equipamento de ensaio automático de placa em solo.

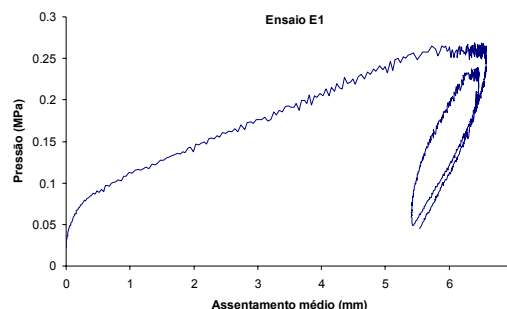


Figura 8 – Relação típica pressão-assentamento no solo.

#### 4 – MATERIAIS E ACÇÕES

Para atender a exigências estruturais, económicas e de durabilidade, foram utilizados quatro distintas classes de resistência de betão: C40/45 no polivalente, cobertura do edifício central e pavimento do 1º piso do bloco5; C30/37 no pilar-parede, torres e fundações do bloco 7; C25/30 nos restantes elementos (excepto fundações); C20/25 nas restantes fundações. Todas as armaduras consideradas foram do tipo A400 NR. Os pavimentos térreos do polivalente e do edifício central foram dimensionados em betão C20/25 reforçado com fibras de aço de extremidades dobradas, 60 mm de comprimento, 0.75 mm de diâmetro e resistência à tracção de 1100 MPa. As estruturas metálicas foram dimensionadas com perfis de aço da classe S235 (Fe360). Na laje de cobertura do edifício central, no pavimento do 1º piso do bloco5 e nos passadiços foram aplicados elementos de aligeiramento em poliestireno expandido.

As acções consideradas foram as preconizadas na regulamentação em vigor, tendo-se efectuado as necessárias verificações aos estados limites de utilização (flecha e abertura de fenda) e últimos.

## 5 – MODELOS DE SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

A análise do polivalente foi efectuada por intermédio da modelação tridimensional desta estrutura e estudando o comportamento de um dos seus pórticos tipo. A capacidade resistente das secções críticas dos elementos que constituem o pórtico tipo foi determinada utilizando um modelo de camadas descrito em outro trabalho [5]. A Fig. 9 representa a relação momento-curvatura ( $M - \chi$ ) da secção da viga do pórtico, junto à ligação ao pilar (para momento negativo) e a relação  $M - \chi$  da secção da viga a meio vão (para momento positivo).

Com base nos valores dos momentos solicitantes e dos momentos resistentes constatou-se que estes dois tipos de secção tinham um factor de segurança global de 1.6. Com base no modelo de secção foi determinada a distância média entre fendas e a abertura média e característica de fenda de zonas críticas da estrutura, nomeadamente na laje de cobertura do edifício central e nas vigas do polivalente. Por exemplo, na zona da cobertura do edifício central, com maior vão entre apoios (zona de momentos positivos), a distância média entre fendas é de 196 mm e a abertura média e característica de fenda é de 0.17 e 0.29 mm, respectivamente.

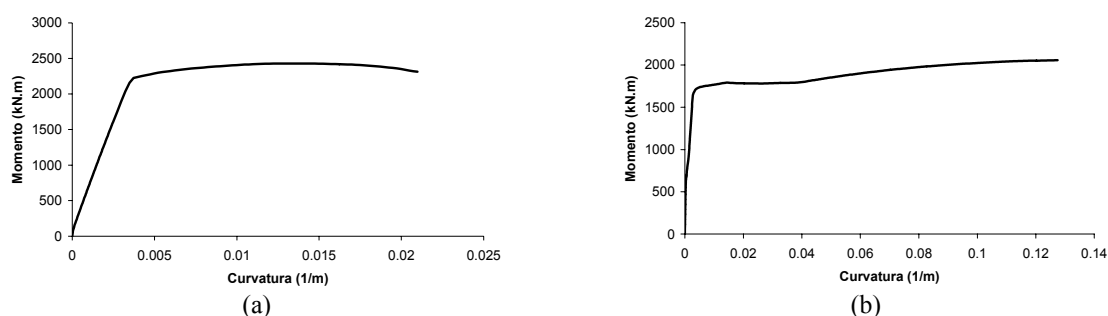


Figura 9 – Relação momento-curvatura para secção da viga junto ao pilar (a) e a meio vão (b).

No dimensionamento dos blocos de fundação (BF) dos pórticos do polivalente admitiu-se que um BF é um corpo rígido. Os valores das propriedades da rocha de fundação utilizadas no modelo de dimensionamento foram obtidos com base nos resultados dos ensaios de compressão com carotes extraídas das amostras recolhidas. Fazendo intervir as equações de compatibilidade de deslocamentos nas três equações de equilíbrio obtém-se um sistema de equações não lineares que foi resolvido com um modelo numérico desenvolvido por Azevedo [6]. As dimensões dos blocos de fundações foram obtidas por forma a limitar a pressão no solo a valores recomendados pelos resultados obtidos nos ensaios de compressão nas carotes de rocha, bem como a limitar os deslocamentos do bloco por forma a que esses deslocamentos não introduzissem esforços significativos nos pórticos que se apoiam nesses blocos.

As fundações isoladas superficiais foram dimensionadas por intermédio de um programa de cálculo automático que, para cada uma das combinações de acções, determina as dimensões da sapata que conduzem à solução mais económica, verificando a capacidade de carga da fundação, o punçoamento e o corte em viga larga [6].

Todos os restantes sistemas estruturais foram calculados com a versão 3.1 do código computacional FEMIX [7]. A laje da cobertura do edificio central foi dimensionada com um modelo de laje de Reissner-Mindlin. Os sistemas espaciais foram simulados com a formulação de casca de Ahmad [8]. Na Fig. 10, a título de exemplo, representam-se, em formato gráfico, alguns dos resultados obtidos.

Na zonas da cobertura assinalada na Fig. 10c os esforços de corte eram muito elevados requerendo percentagem elevada de armadura para suportar esses esforços. No sentido de serem garantidas boas condições de betonagem nessa zona, parte da armadura foi substituída por fibras metálicas na contribuição para a resistência ao corte [2]. No dimensionamento da contribuição das fibras para o reforço ao corte seguiu-se a formulação proposta pelo Comité Técnico 162-TDF da RILEM [3].

A armadura mínima foi determinada tendo em conta as recomendações do Modelo Código CEB-FIP 1990, REBAP e formulações recentemente propostas [9]. Em termos gerais a armadura mínima colocada foi a necessária para sustentar a “força libertada” no momento da fendilhação do betão, na área de betão efectivo à tracção, tendo-se admitido para resistência à tracção do betão o seu valor característico máximo.

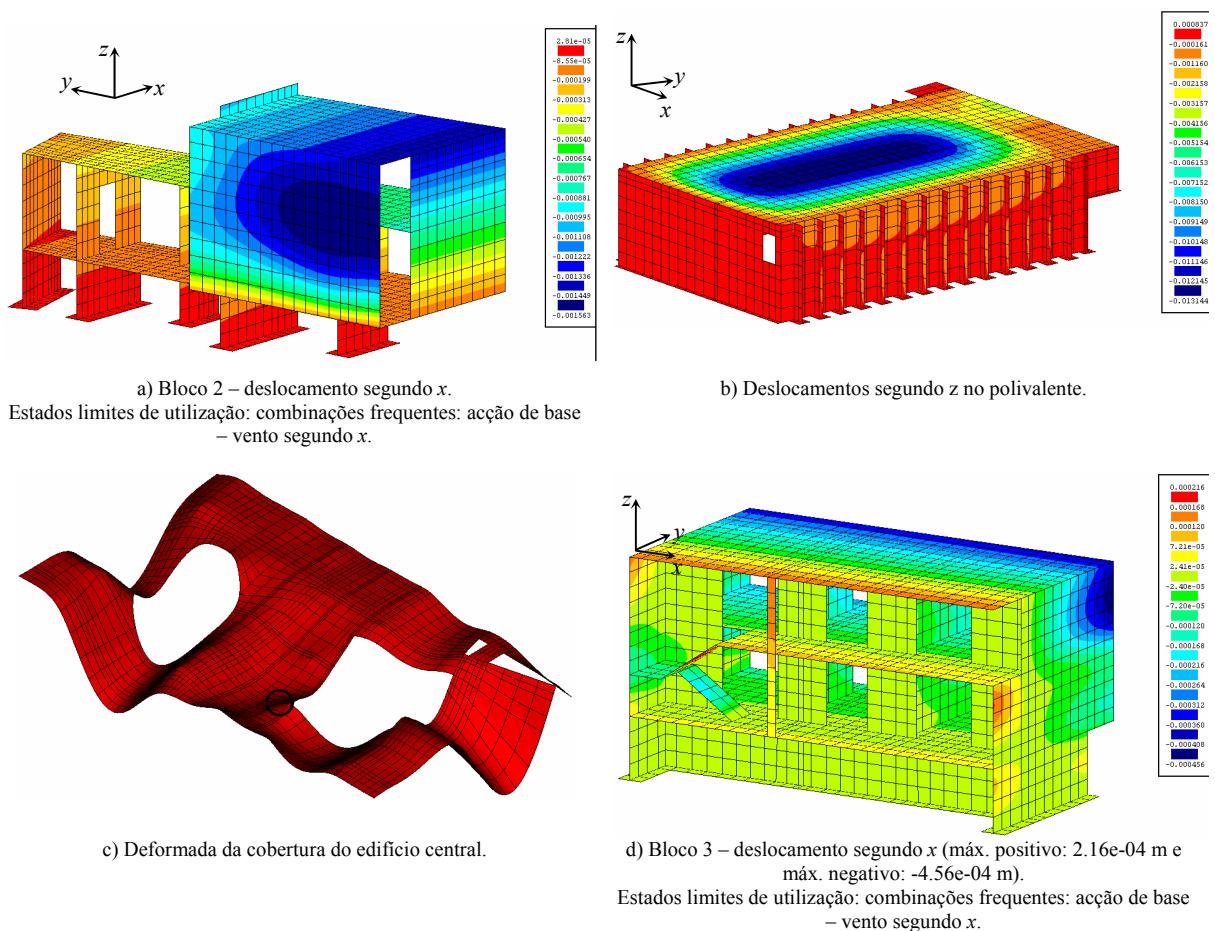
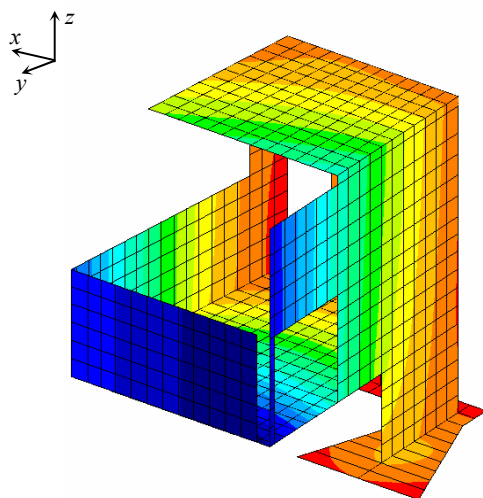
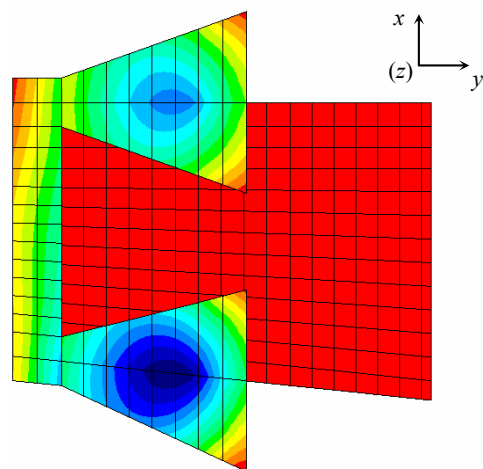


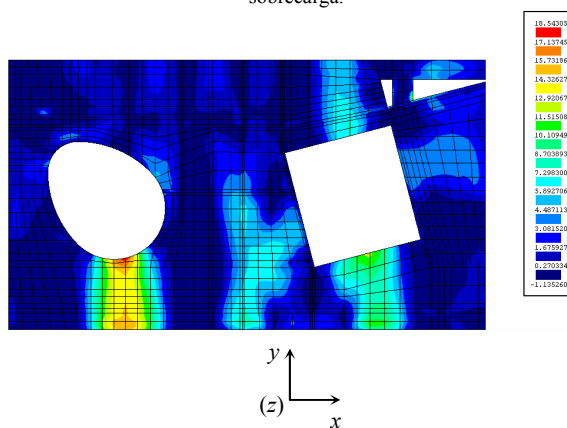
Figura 10 – Resultados gráficos de algumas das análises efectuadas com o FEMIX V3.1 (Cont.).



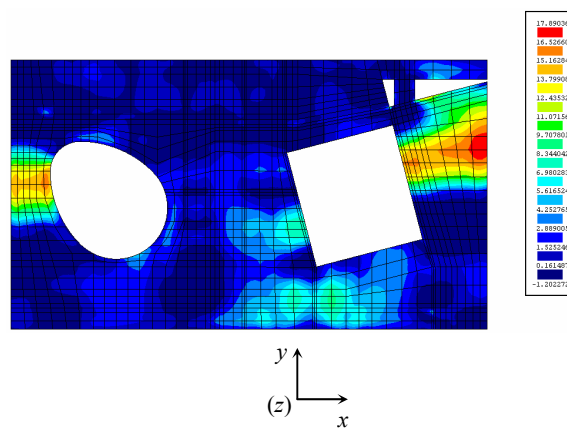
e) Bloco 1 – deslocamento segundo  $z$  (máx. positivo:  $2.93 \times 10^{-5}$  m e máx. negativo:  $-3.53 \times 10^{-3}$  m).  
Estados limites de utilização: combinações frequentes: acção de base – sobrecarga.



f) Bloco 1 – pressão no solo segundo  $z$  (máx. negativo:  $-432.95$  kPa).  
Estados limites últimos: acção de base – sobrecarga.



Cobertura – armadura na face  $z'$  segundo  $x$ .



Cobertura – armadura na face  $z'$  segundo  $y$ .

Figura 10 (Cont.) – Resultados gráficos de algumas das análises efectuadas com o FEMIX V3.1.

Na Fig. 11 apresentam-se fotografias ilustrativas da complexidade estrutural do edifício projectado.





Parede nervurada do polivalente enterrado em zona de rocha alterada.



Perspectiva da parede e cobertura nervradas do polivalente.



Colocação de solo sobre a laje nervurada de cobertura do polivalente.



Visualização do “duplo” balanço do Bloco 1.



Perspectiva da abertura oval da cobertura do Edifício Central.



Perspectiva da abertura quadrada da cobertura do Edifício Central e existência de um pano envidraçado de dimensão elevada junto a um dos bordos da abertura.

Figura 11 – Fotografias ilustrativas do edifício projectado (Cont.).



Interior do edifício central na zona da abertura oval.



Interior do Edifício Central após a sua conclusão (zona da abertura oval).



Interior do Edifício Central após a sua conclusão (zona da abertura quadrada).



Perspectiva exterior do Edifício Central.

Figura 11 (Cont.) – Fotografias ilustrativas do edifício projectado.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Barros, J.A.O., "Comportamento à flexão de betão reforçado com fibras de aço - caracterização experimental e conceitos para uso em projecto", Seminário sobre Dimensionamento de estruturas de betão reforçado com fibras, Eds. J. Barros, P. Rossi e B. Massicotte, pp. 2.1-2.13, 28/11/2003.
- [2] Pereira, E.B.; Barros, J.A.O.; Camões, A.F.F.L., "Betão auto-compactável reforçado com fibras de aço - método de concepção e propriedades mecânicas", Revista da APEB, N. 12, pp.25-31, Maio 2004.
- [3] Members of RILEM TC 162-TDF, "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete -  $\sigma$  -  $\epsilon$  design method - Final Recommendation", Materials and Structures Journal, Vol.36, pp. 560-567, October 2003.
- [4] Gazetas, G; Hatzikonstantinou E., "Elastic formulae for lateral displacement and rotation of arbitrarily-shaped embedded foundations", Geotechnique 38, No. 3, pp. 439-444, 1988.

- [5] Ribeiro, A.F., Cunha, V.M.C.F., Barros, J.A.O., Antunes, J.A.B., "Modelo de secção para dimensionamento à flexão de estruturas de betão: formulação e manual do programa docros", Relatório 03-DEC/E-25, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, 59 pp, Novembro 2003.
- [6] Azevedo, A.F.M., "Optimização de estruturas com comportamento linear e não linear", Tese de Doutoramento, FEUP, 1994.
- [7] Azevedo, A.F.M.; Barros, J.A.O., "Manual de utilização do programa FEMIX-versão 3.1", <http://www.fe.up.pt/~alvaro>.
- [8] Barros, J.A.O., "Lajes e cascas segundo o método dos elementos finitos", Relatório 00-DEC/E-2, 131 pp., Março 2000.
- [9] Barros, J.A.O., "Comportamento do betão reforçado com fibras – análise experimental e simulação numérica", Tese de Doutoramento, FEUP, Dezembro de 1995.